



**José Miguel Tavares
Gomes**

**Estudo analítico e experimental do comportamento
de uma ligação estrutural rígida viga-pilar**



**José Miguel Tavares
Gomes**

**Estudo analítico e experimental do comportamento
de uma ligação estrutural rígida viga-pilar**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Mecânica, realizada sob a orientação científica do Doutor Alfredo Manuel Balacó de Moraes, Professor Associado do Departamento de Engenharia Mecânica da Universidade de Aveiro

Dedico este trabalho aos meus pais e à Tânia, pois sem o seu incondicional apoio nunca este trabalho teria sido concretizado.

o júri

presidente

Prof. Doutor José Joaquim de Almeida Grácio
Professor Catedrático da Universidade de Aveiro, Departamento de Engenharia Mecânica

Prof. Doutor António José Coelho Dias Arêde
Professor Auxiliar da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil

Prof. Doutor Filipe Miguel Horta e Vale Teixeira Dias
Professor Auxiliar da Universidade de Aveiro, Departamento de Engenharia Mecânica

Prof. Doutor Alfredo Manuel Balacó de Moraes
Professor Associado da Universidade de Aveiro, Departamento de Engenharia Mecânica

Prof. Doutor Francisco José Malheiro Queirós de Melo
Professor Associado da Universidade de Aveiro, Departamento de Engenharia Mecânica

agradecimentos

- **Departamento de Engenharia Civil da FEUP e pessoal dos laboratórios** por ter facultado e contribuído com todos os meios necessários à execução do ensaio destrutivo.
- **Eng.º Rui Martins – Departamento de Engenharia Mecânica – Secção de Dinâmica Estrutural**, pela preciosa ajuda na simulação FEM com as ferramentas Mentat Marctm e Femaptm.
- **Sr. Nelson Mendes e Sr. Miguel Ribeiro – NJL Industrias Metalúrgicas**, por me terem facultado todas as matérias-primas, meios humanos e transporte necessários ao fabrico e montagem do protótipo para o ensaio destrutivo.
- **Prof. Dr. Alfredo Manuel Balacó de Moraes – Departamento de Engenharia Mecânica**, por me orientado na dissertação.

palavras-chave

Estruturas de aço, ligações, EC3, T-Stub, viga-pilar.

resumo

Realizou-se um estudo analítico e experimental da resistência de uma ligação estrutural rígida viga-pilar de utilização frequente em estruturas metálicas. A ligação foi inicialmente projectada de acordo com o Eurocódigo 3. Numa fase seguinte procedeu-se à modelação por elementos finitos, cujos resultados estiveram em boa concordância os da análise do Eurocódigo 3. Finalmente, realizou-se um estudo experimental em que um protótipo foi ensaiado nas condições de carregamento e fixação admitidas na análise. Os resultados experimentais revelaram-se em concordância satisfatória com as previsões das análises, sobretudo se tivermos em conta os muitos factores que influenciam o comportamento das ligações e que é praticamente impossível modelar de forma rigorosa.

keywords

Steel structures, Joints, EC3, T-Stub, beam-column

abstract

This thesis reports an analytical and experimental study of the strength of a beam-to-column rigid joint commonly used in steel structures. First, the connection was designed according to Eurocode 3. In the next stage, a finite element analysis was conducted, which gave results that were in good agreement with Eurocode 3 calculations. Finally, an experimental study was performed on a prototype under the loading and support conditions assumed in the analyses. Experimental results were in satisfactory agreement with those of the analyses, especially considering the several features of connections that are very difficult to model accurately.

Índice

1. Introdução	2
2. Análise da ligação estrutural segundo o EC3	4
2.1. Metodologia de cálculo do EC3	4
2.1.1. Análise da zona de tracção	6
2.1.1.1. Cedência do banzo do pilar em flexão	6
2.1.1.2. Cedência da chapa de amarração em flexão	8
2.1.1.3. Cedência da alma do pilar à tracção	8
2.1.1.4. Cedência da alma da viga à tracção	8
2.1.2. Análise da zona de corte	9
2.1.2.1. Alma do pilar ao corte	9
2.1.2.2. Resistência ao corte por parafuso	9
2.1.3. Análise da zona de compressão	9
2.1.3.1. Alma do pilar em compressão	9
2.1.3.2. Alma e banzo da viga em compressão	10
2.1.4. Verificação dos cordões de soldadura	10
2.2. Projecto da ligação	11
3. Modelação por elementos finitos	14
3.1. Descrição do modelo	14
3.2. Resultados e discussão	17
4. Estudo experimental	19
3.1. Procedimentos	19
3.2. Resultados e discussão	24
5. Conclusões	29
Referências	30

1. Introdução

O presente trabalho tem por objecto de estudo uma ligação rígida viga-pilar entre perfis I. Este tipo de ligações é particularmente frequente nas estruturas actuais, facto que está na base dos muitos trabalhos de investigação que têm sido apresentados. Segundo o Eurocódigo 3 (EC3) [1], uma ligação é considerada rígida quando a distribuição de esforços na estrutura não é influenciada pela rotação da ligação nem pelas suas deformações. As deformações neste tipo de ligações podem reduzir, no máximo, em 5 % a resistência da estrutura. Além disso, as ligações rígidas conseguem transmitir os esforços especificados. Por outro lado, as ligações flexíveis permitem a rotação e são executadas de forma a não oferecer grande resistência às deformações e, por conseguinte, a não dar origem ao aparecimento de momentos significativos nos elementos ligados. Os comportamentos momentos-rotação dos dois tipos de ligação são representados na figura 1.

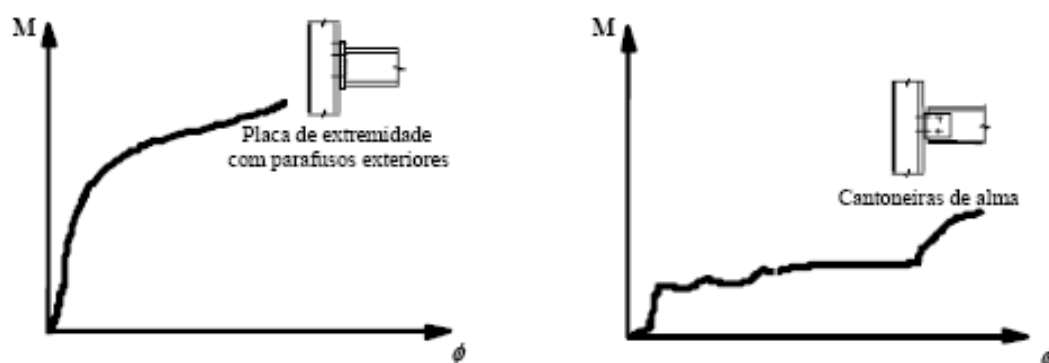


Fig.1 – Comportamento de uma ligação rígida comparada com uma articulada [3].

O comportamento das ligações estruturais tem sido objecto de diversos estudos recentes [2-9], que envolvem ensaios experimentais e modelação analítica ou numérica. Por exemplo, Butterworth [2] realizou uma análise por elementos finitos (EF) de uma ligação resistente a momentos, que comparou posteriormente com resultados de ensaios experimentais. O autor [2] concluiu que os modelos tridimensionais de EF previam com bastante rigor as forças nos parafusos das ligações. Simões da Silva [3] procurou estabelecer as bases analíticas das metodologias actualmente preconizadas para o dimensionamento de ligações no contexto do EC3. Aribert e outros [4] estudaram o comportamento de varias ligações semi-rígidas viga-pilar sob diversos tipos de

carregamentos, comparando a rigidez e resistência com as previsões do EC3. Os autores concluíram que, apesar do EC3 dar indicações bastante detalhadas acerca da rigidez e resistência da junta, subsistiam algumas incertezas na sua influência efectiva no comportamento da estrutura. Abolmaali e outros [5] realizaram simulações por EF de ligações viga-pilar que compararam com os resultados de ensaios experimentais efectuados por Srouji e outros [6]. Uma vez calibrados os modelos, desenvolveram equações analíticas para descrever as relações momento-rotação das ligações. Beg e outros [7] desenvolveram também modelos para prever as relações momento-rotação de ligações viga-pilar, incluindo a previsão da capacidade de rotação. Lima e outros [8] realizaram um estudo experimental que mostrou que as cargas axiais podem influenciar significativamente o comportamento momento-rotação de ligações viga-pilar.

Por conseguinte, apesar dos vários trabalhos de investigação já realizados, o comportamento de ligações estruturais continua a merecer investigação. De facto, segundo Bijlaard [9], as juntas determinam quase 50 % dos custos totais das estruturas de aço. Logo, interessa dispor de modelos que prevejam com o máximo rigor o comportamento das juntas, no sentido de permitir aos projectistas conceber soluções optimizadas.

Nestas circunstâncias, o presente trabalho consistiu no estudo da resistência de uma ligação rígida viga-pilar (fig. 2). O objectivo foi comparar a metodologia de projecto do EC3 com modelos de elementos finitos e com resultados experimentais. Assim, procedeu-se inicialmente ao projecto da ligação segundo a metodologia estipulada pelo EC3, nomeadamente na Parte 1-8 relativa às ligações. Em seguida, realizaram-se simulações por EF tendo em vista a previsão da resistência da ligação. Finalmente, procedeu-se ao ensaio experimental de um protótipo à escala real, devidamente instrumentado com extensómetros e com transdutores de deslocamentos para permitir a comparação com a análise do EC3 e com modelos de EF.

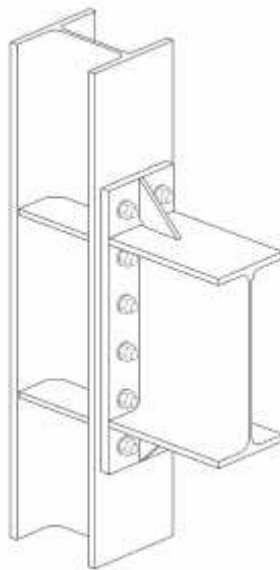


Fig. 2 – Esquema da ligação estudada neste trabalho.

2. Análise da ligação estrutural segundo o EC3

2.1. Metodologia de cálculo do EC3

Neste capítulo são sucintamente descritas as etapas essenciais da metodologia preconizada no EC3 para o cálculo de ligações rígidas, que foi seguida no projecto inicial da ligação. De facto, a metodologia do EC3 envolve um vasto conjunto de fórmulas e tabelas cuja reprodução neste texto o tornaria demasiado extenso e afectaria a sua clareza.

Em termos genéricos, o EC3 exige para este tipo de ligação que a força de corte V_{sd} e momento-flector de projecto M_{sd} não excedam os respectivos valores resistentes V_{rd} e M_{rd} . Em particular, admitiu-se que M_{rd} seria superior em mais de 20 % ao momento resistente do elemento estrutural ligado (viga ou pilar) mais fraco, o que, à luz do EC3, torna desnecessário verificar a capacidade de rotação da ligação.

Para o cálculo de M_{rd} há que dividir a ligação nas zonas abaixo descritas, considerando os modos de ruína assinalados na figura 3:

- Zona de tracção:
 - a) Cedência do banzo do pilar à flexão
 - b) Cedência da chapa de amarração em flexão
 - c) Cedência da alma do pilar à tracção
 - d) Cedência da alma da viga à tracção
- Zona de corte:
 - a) Cedência da alma do pilar ao corte
 - b) Resistência ao corte dos parafusos
- Zona de compressão:
 - a) Cedência da alma do pilar em compressão
 - b) Cedência da alma e banzo da viga em compressão

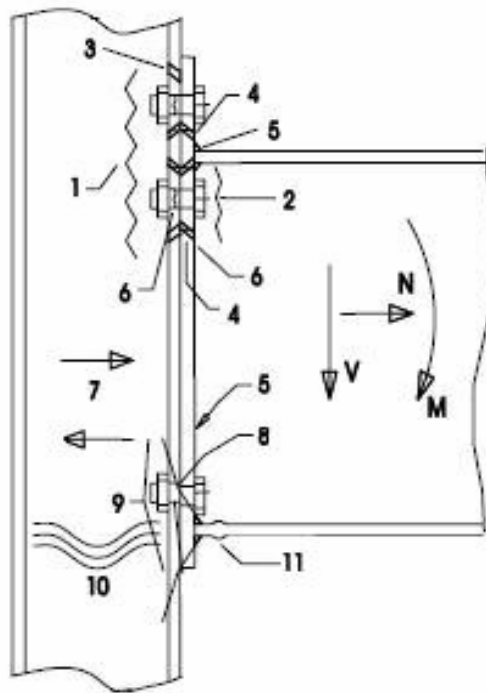


Fig. 3 – Pontos de análise da ligação [3]: 1 - alma do pilar à tracção; 2 - alma da viga à tracção; 3 - banzo do pilar à flexão; 4 - chapa de topo à flexão; 5 - soldaduras à tracção; 6 - parafusos à tracção; 7 - alma do pilar ao corte; 8 - parafusos ao corte; 9 - alma do pilar à compressão; 10 - encurvadura da alma do pilar; 11 - banzo inferior da viga.

Posteriormente, procede-se à verificação dos cordões de soldadura.

2.1.1. Análise da zona de tracção

2.1.1.1. Cedência do banzo do pilar em flexão

Este item diz respeito à análise do banzo do pilar à flexão tendo em conta a influência das fiadas de parafusos, incluindo a posição de cada fiada relativamente às chapas rigidificadoras e às fiadas vizinhas. Os modos de ruína – cedência total do banzo e ruptura dos parafusos com ou sem cedência do banzo – estão representados na figura 4 em conjunto as simplificações admitidas. O cálculo das forças e dos momentos resistentes baseia-se na definição de comprimentos efectivos de plastificação, l_{eff} , para caracterizar a zona em redor dos parafusos em que são transmitidas as tensões. O EC3 estipula que se considere essa zona circular ou não-circular, como se exemplifica na figura 5. Além disso, a definição exacta de l_{eff} depende de se estar a analisar a fiada de parafusos individualmente ou como parte do grupo de fiadas que constitua a ligação.

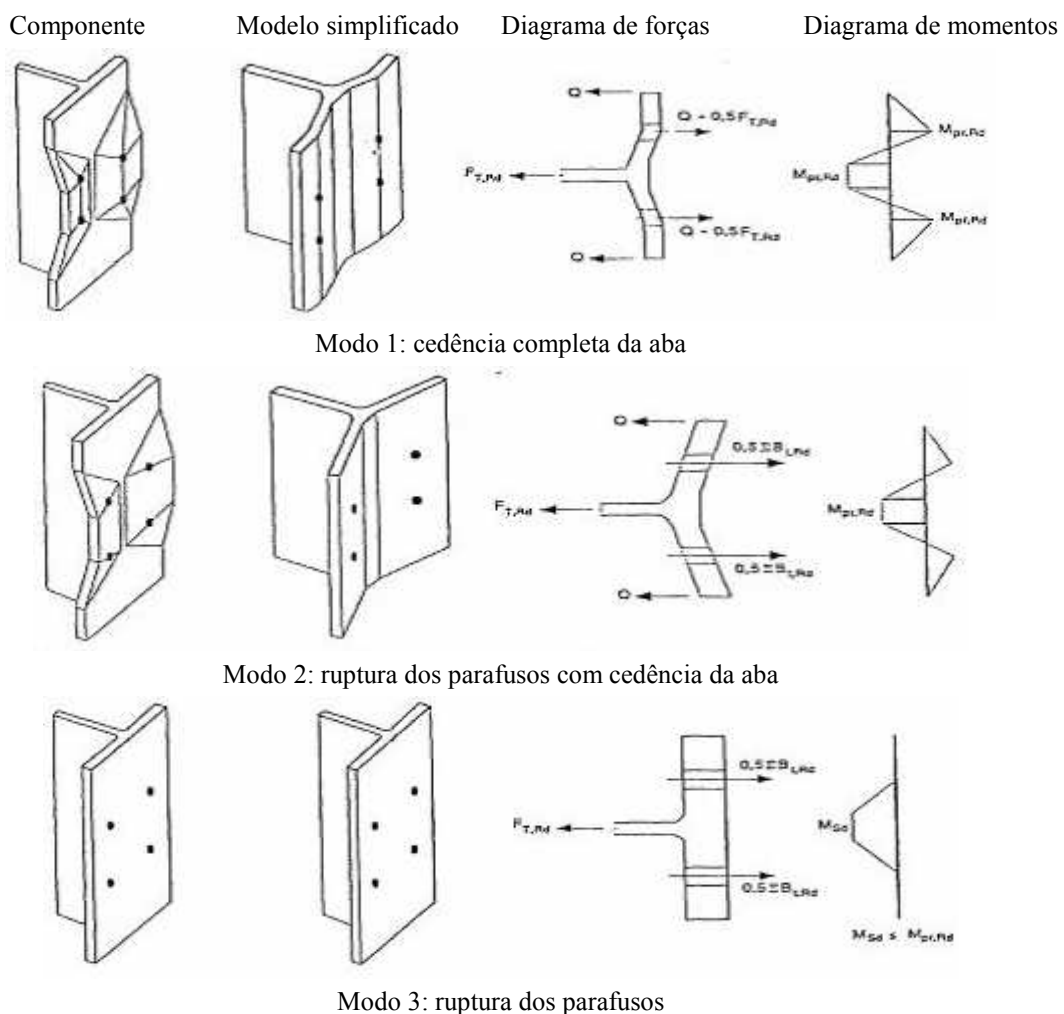


Fig. 4 – Modos de ruptura da ligação [1].

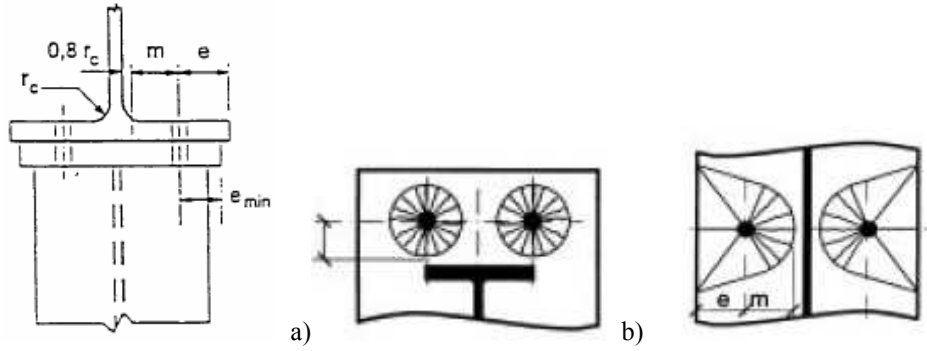


Fig. 5- Dimensões relevantes da ligação e exemplos de formas das zonas de plastificação à volta dos parafusos estipuladas pelo EC3 para cálculo dos comprimentos efectivos: a) circular ($l_{eff} = 2\pi m$); b) não circular [1].

Posteriormente, o valor mínimo de l_{eff} relativo a cada modo é usado para calcular o momento plástico resistente de cada fiada de parafusos,

$$M_{pl,rd} = 0.25 l_{eff} t_f^2 \frac{f_y}{\gamma_{mo}} \quad (2.1)$$

em que t_f é a espessura do banzo, f_y a tensão de cedência da chapa e $\gamma_{mo} = 1.10$ um coeficiente de segurança relativo à cedência do material.

Por outro lado, a resistência à tracção de cada conjunto chapa-parafuso é dada por

$$B_{t,rd} = \min(F'_{t,rd}, B_{p,rd}) \quad (2.2)$$

ou seja, o menor valor entre as cargas de rotura do parafuso

$$F'_{t,rd} = 0.9 A_s \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} \quad (2.3)$$

e da chapa

$$B_{p,rd} = 0.6 \pi d_m t_p \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \quad (2.4)$$

onde:

- A_s é a área resistente do parafuso;
- d_m é o diâmetro médio entre círculos inscritos e circunscritos do parafuso ou da porca;
- t_p é a espessura da chapa sob a cabeça do parafuso ou da porca;
- f_{ub} é a tensão de ruptura do parafuso;
- f_u é a tensão de ruptura da chapa;
- $\gamma_{mb} = 1.25$ um coeficiente de segurança relativo à ruptura do material.

Finalmente, a carga de rotura da fiada de parafusos será a menor das cargas de ruptura relativas a cada modo, isto é,

$$F_{t,rd} = \min(F_{t,rd1}, F_{t,rd2}, F_{t,rd3}) \quad (2.5)$$

onde

$$F_{t,rd1} = \frac{4M_{pl,rd1}}{m} \quad (2.6)$$

$$F_{t,rd2} = \frac{2M_{pl,rd2} + n \sum B_{t,rd}}{m + n} \quad (2.7)$$

$$F_{t,rd3} = \sum B_{t,rd} \quad (2.8)$$

sendo $M_{pl,rd1}$ e $M_{pl,rd2}$ os momentos plásticos resistentes para os modos de ruptura 1e 2, respectivamente, m e $n = e_{\min}$ distâncias definidas na figura 5.

2.1.1.2. Cedência da chapa de amarração em flexão

A análise deste modo de ruína é praticamente idêntica à acima descrita. Há apenas ligeiras diferenças nas definições dos comprimentos efectivos estipulados pelo EC3.

2.1.1.3. Cedência da alma do pilar à tracção

A carga de cedência relativa a este modo de ruína é

$$F_{t,wc,rd} = w_1 b_{eff,t,wc} t_{wc} \frac{f_{y,wc}}{\gamma_{mo}} \quad (2.9)$$

onde w_1 é um factor geométrico, $b_{eff,t,wc}$ é uma largura efectiva, t_{wc} é a espessura da alma do pilar e $f_{y,wc}$ é a tensão de cedência respectiva.

2.1.1.4. Cedência da alma da viga à tracção

A carga de cedência é dada por

$$F_{t,wc,rd} = b_{eff,t,wp} t_{wp} \frac{f_{y,wp}}{\gamma_{mo}} \quad (2.10)$$

onde se consideram variáveis análogas às da equação (2.9) mas agora relativas à alma da viga (índice wp).

2.1.2. Análise da zona de corte

2.1.2.1. Alma do pilar ao corte

O esforço de corte resistente exprime-se

$$V_{wp,rd} = 0.9 A_{vc} \frac{f_{y,wc}}{\sqrt{3} \gamma_{mo}} \quad (2.11)$$

em que A_{vc} designa a área resistente efectiva ao corte do pilar.

2.1.2.2. Resistência ao corte por parafuso

A resistência ao corte por parafuso é ditada pela ruptura do parafuso propriamente dito ou pela ruptura ao corte da chapa a partir do furo. Logo,

$$F_{v,rd} = \min \left\{ 0.6 A_s \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}}, \quad 2.5 \alpha d t \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \right\} \quad (2.12)$$

sendo d o diâmetro do parafuso, t a espessura da chapa e α um parâmetro que é função da distância do furo aos bordos da chapa.

2.1.3. Análise da zona de compressão

2.1.3.1. Alma do pilar em compressão

Para as ligações dotadas de rigidificadores, o EC3 estabelece as seguintes condições de verificação destes elementos:

- a resistência do aço dos rigidificadores não deve ser inferior à dos elementos a ligar;
- a espessura dos rigidificadores não deve ser inferior à espessura do banzo da viga ligada;
- a largura dos rigidificadores não deve inferior a metade da largura do banzo da viga menos a espessura da alma do pilar.

Estas condições foram plenamente cumpridas no projecto da ligação.

2.1.3.2. Alma e banzo da viga em compressão

A carga resistente é calculada admitindo que o binário resistente à flexão da secção da viga, $M_{c,rd} = M_{pl,rd}$, é absorvido pelos banzos, isto é,

$$F_{c,tf,rd} = \frac{M_{c,rd}}{h - t_{fb}} \quad (2.13)$$

sendo h a altura da viga e t_{fb} a espessura do banzo. Além disso, exige-se que o esforço de corte de projecto V_{sd} não exceda 50 % do esforço resistente

$$V_{pl,rd} = A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{mo}} \quad (2.14)$$

2.1.4. Verificação dos cordões de soldadura

Admite-se que os cordões da alma (figura 6) absorvem o esforço de corte e os dos banzos o momento flector. Portanto, nos primeiros o esforço de corte de projecto V_{sd} deve ser inferior à carga resistente

$$F_{w,rd} = 2ba \frac{f_u}{\beta_u \sqrt{3}\gamma_{mw}} \quad (2.15)$$

sendo a a garganta do cordão, β_w um factor de correcção função da tensão de ruptura f_u do aço em questão e $\gamma_{mw} = 1.25$ um factor de segurança relativo à referida tensão.

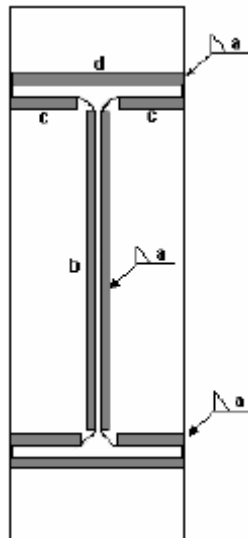


Fig. 6 – Representação esquemática dos cordões de soldadura da ligação da viga à chapa.

Relativamente aos cordões adjacentes aos banzos, a força de projecto

$$F_{t,sd} = \frac{M_{sd}}{h - t_{fb}} \quad (2.16)$$

não deve exceder a carga resistente

$$F_{w,rd} = \frac{a(d + 2c)f_u}{\beta_w \gamma_{mw}} \quad (2.17)$$

2.2. Projecto da ligação

Neste capítulo aplicam-se os métodos de dimensionamento do EC3 acima descritos ao projecto de uma ligação viga-pilar pertencente a uma estrutura projectada e construída na empresa NJL (figura 7). Do projecto global da estrutura resultaram os seguintes dados:

- força de corte e momento flector de projecto $V_{sd} = 182$ kN e $M_{sd} = 145$ kNm, respectivamente;
- viga em perfil IPE 400 e pilar em perfil HEB 220, ambos de aço S275JR.

Por outro lado, atendendo à experiência prévia no projecto deste tipo de ligações, optou-se por parafusos M20 da classe 8.8 e por cordões de soldadura de canto adjacentes aos banzos de altura 10 mm e adjacentes à alma de altura 6 mm. A tabela 1 resume os resultados da análise da ligação segundo a metodologia de cálculo da ligação acima descrita.

Numa fase seguinte, há que equilibrar as forças admissíveis nas várias zonas com o esforço de corte máximo no pilar e com qualquer das forças normais máximas descritas em 2.1. O somatório de forças de tracção admissíveis nas fiadas de parafusos é

$$\sum F_t = 241.90 + 244.42 + 429.35 + 2 \cdot 534.5 = 1984.67 \text{ kN}$$

sendo importante notar que as forças máximas das 4ª e 5ª fiadas foram reduzidas à carga de cedência da alma do pilar à tracção. Detecta-se portanto um desequilíbrio relativamente à força que provoca a cedência do pilar (tabela 1),

$$\Delta F_t = 1984.67 - 362.17 = 1622.5 \text{ kN}$$

Este desequilíbrio deve ser descontado da 5ª para a 1ª fiada até se anular, conforme se ilustra na figura 8.

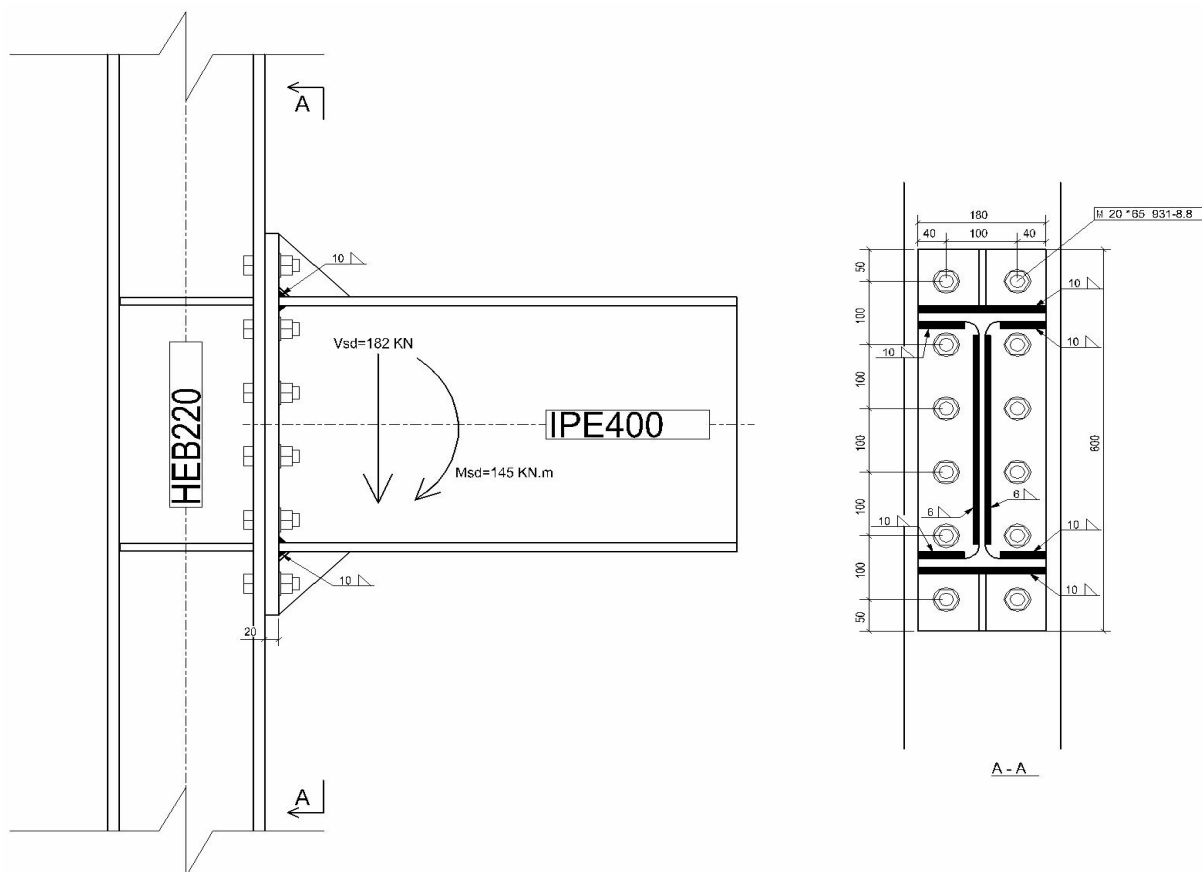


Fig. 7 – Desenho de definição da ligação estrutural analisada.

Tabela 1 – Esforços resistentes relativos aos modos de ruína considerados em 2.1.

ZONA		
TRACÇÃO	Resistência na 1ª fiada de parafusos	241.90 kN
	Resistência na 2ª fiada de parafusos	244.42 kN
	Resistência na 3ª fiada de parafusos	429.35 kN
	Resistência na 4ª fiada de parafusos	633.9 kN
	Resistência na 5ª fiada de parafusos	858.7 kN
	Cedência da alma do pilar à tracção:	534.50 kN
	Cedência da alma da viga à tracção:	1033.0 kN
	Rotura dos parafusos por tracção (por parafuso)	141.12 kN
	Soldaduras no banzo superior da viga:	2336.0 kN/m
CORTE	Alma do pilar ao corte:	362.17 kN
	Soldaduras na alma da viga:	1402.0 kN/m
	Rotura dos parafusos por esforços de corte:	376.32 kN
COMPRESSÃO	Alma e Banzo da viga em compressão:	750 kN

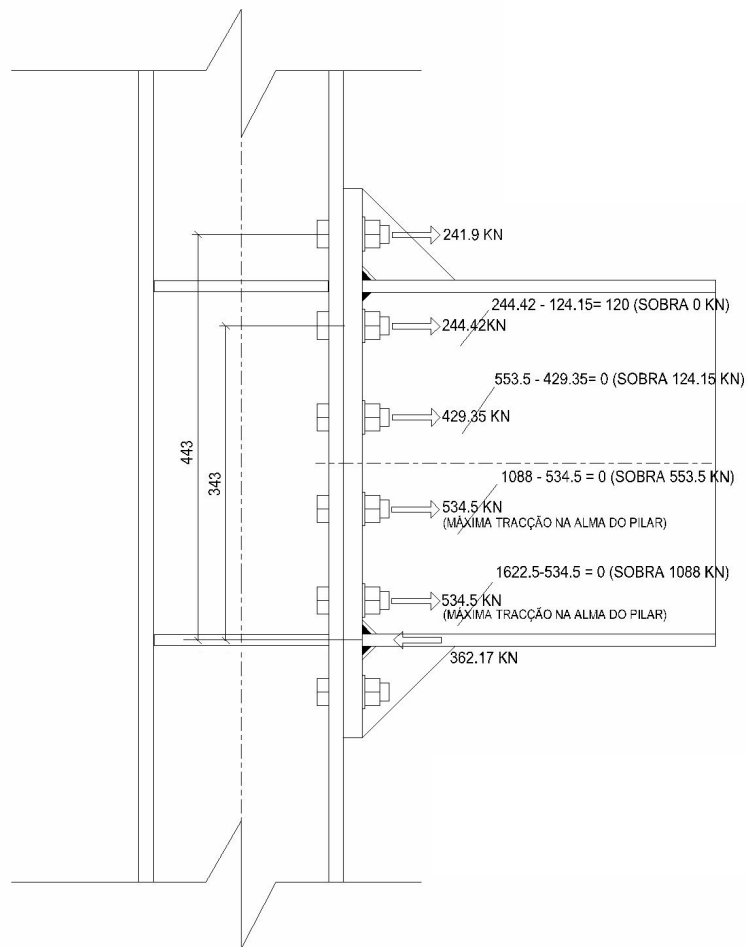


Fig. 8 – Esquema da operação de equilíbrio de forças.

Por conseguinte, o momento resistente da ligação é

$$M_{j,rd} = 241.9 \cdot 0.443 + 120.27 \cdot 0.343 = 148 \text{ kNm}$$

que é superior a $M_{sd} = 145 \text{ kNm}$. Logo, a ligação proposta (figura 7) satisfaz os critérios de projecto do EC3.

Os resultados desta análise permitem também as seguintes conclusões:

- tanto na chapa de amarração à flexão como no banzo do pilar à flexão verifica-se que o modo de ruptura 2 - ruptura dos parafusos com cedência da aba (figura 4) - é claramente o mais gravoso;
- a resistência da ligação é limitada pela cedência ao corte na alma do pilar.

3. Modelação por elementos finitos

3.1. Descrição do modelo

Dada a complexidade dos fenómenos de transferência de carga nas ligações e face à capacidade crescente dos meios computacionais, a modelação por EF é cada vez mais utilizada. Neste trabalho, porém, havia alguns constrangimentos a nível de meios computacionais, o que fez com se procedesse a algumas simplificações, adiante descritas em detalhe. Não obstante, procurou-se que o modelo de EF reproduzisse de forma rigorosa as condições de ensaio do protótipo (ver capítulo 4). A figura 9 define as dimensões dos elementos efectivamente modelados. A carga vertical foi aplicada na extremidade da viga, enquanto que as extremidades do pilar foram modeladas por ligações rotuladas.

O modelo de EF foi construído através do programa FEMAPTM com elementos de casca espessa de 4 nós. Obviamente, o recurso a estes elementos evita os elevados custos computacionais inerentes a modelos de elementos 3D, mas não permite uma modelação correcta do contacto entre parafusos e chapas, nem da transmissão de carga pelos cordões de soldadura. Não obstante, considerou-se que a abordagem seguida seria suficientemente rigorosa, uma vez que, como se viu em 2.2, a ruína da ligação não está associada à ruptura daqueles elementos. Assim, tanto os parafusos como as soldaduras foram modelados com elementos de viga-barra rígidos (rigidez infinita). Esta simplificação provocará tensões artificialmente elevadas nas zonas vizinhas que serão ignoradas. A figura 10 apresenta a malha que, naturalmente, foi refinada junto à zona da ligação.

A simulação foi conduzida no programa Mentat MARCTM considerando regime não-linear geométrico e material, recorrendo para tal à curva característica de comportamento plástico do aço S275JR (figura 11). Na análise a carga aplicada na extremidade foi incrementada sucessivamente de 10 kN até atingir 200 kN. Por conseguinte, relativamente ao ponto médio da ligação situado na alma do pilar (figura 9), o momento flector máximo imposto foi de $200 \cdot 1.11 = 222$ kNm.

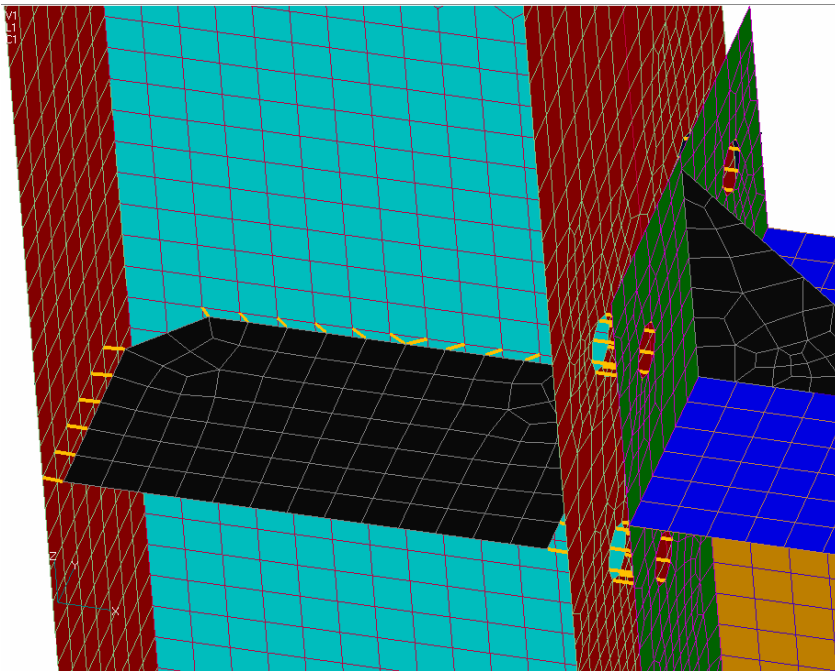
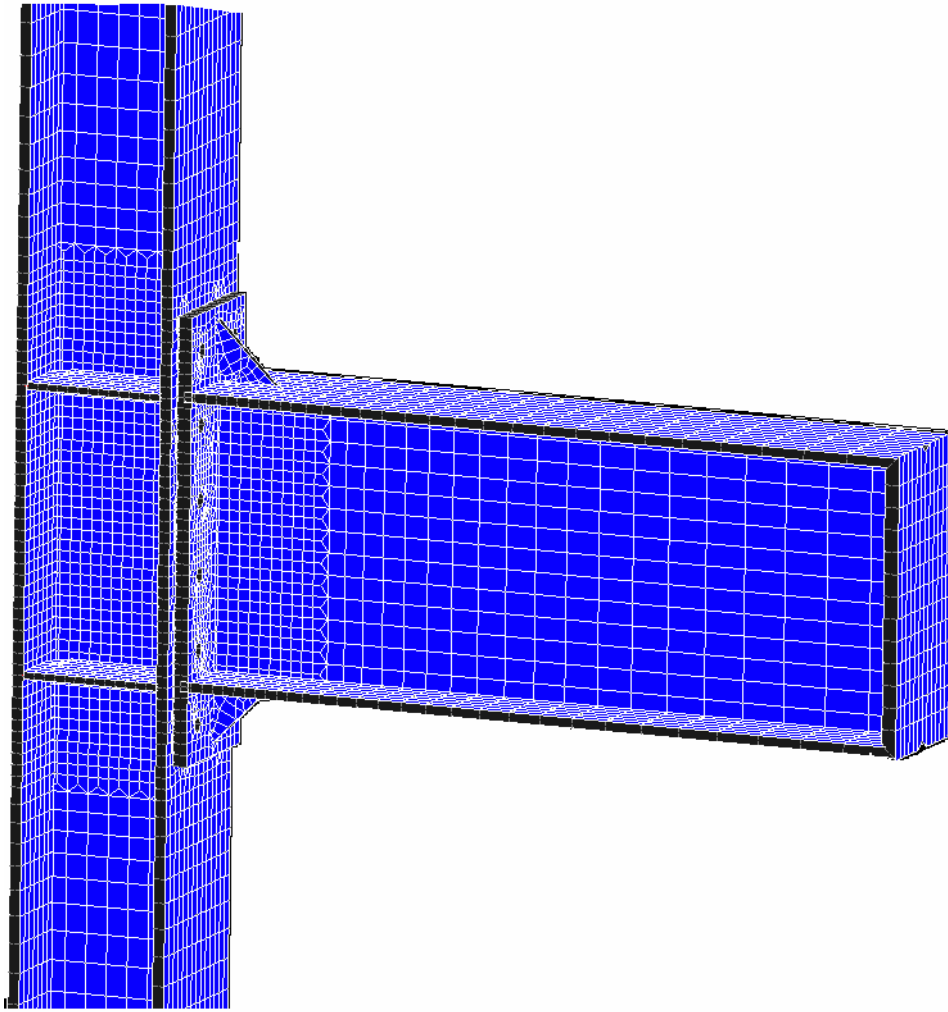


Fig. 10 – Malha do modelo de EF incluindo uma ampliação junto a um rigidificador.

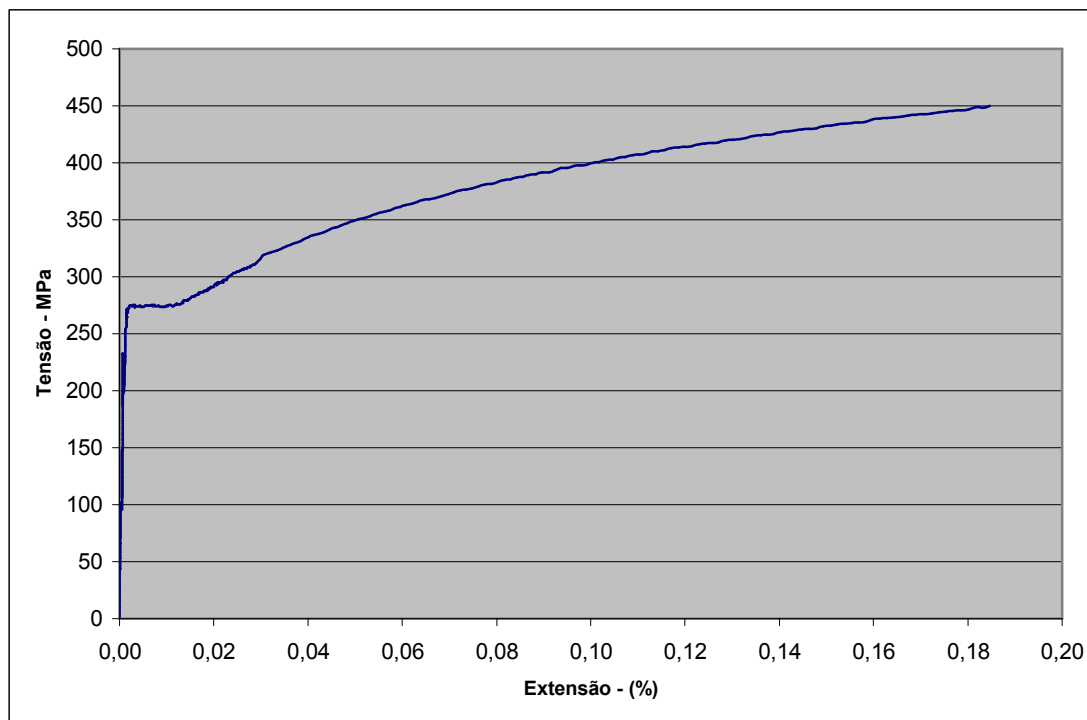


Fig. 11 – Curva tensão-extensão característica do aço S275JR [www.key-to-steel.com].

3.2. Resultados e discussão

A figura 12 representa a curva momento-deslocamento obtida da análise por EF, onde se pode constatar uma acentuada perda de rigidez iniciada entre os 167 e 178 kNm. A análise das tensões em várias zonas da ligação (figuras 13 e 14) mostrou que a referida perda de rigidez se deveu à cedência da alma do pilar na região delimitada pelas chapas rigidificadoras. De facto, esta região entra em regime plástico para um momento flector de 167 kNm, enquanto que as outras zonas ainda se encontram bastante abaixo da tensão de cedência.

Conclui-se portanto que a análise EF prevê que o momento resistente da ligação se situe entre 167 e 178 kNm, e que é condicionado pela cedência da alma do pilar. Este resultado está em boa concordância com a análise do EC3 descrita no capítulo 2, que prevê um momento resistente de 148 kNm. De facto, a diferença de 13 a 20 % entre o modelo EF e o cálculo do EC3 resulta em grande medida do facto deste último incorporar um coeficiente de segurança parcial $\gamma_{mo} = 1.10$ (ver equação 2.11).

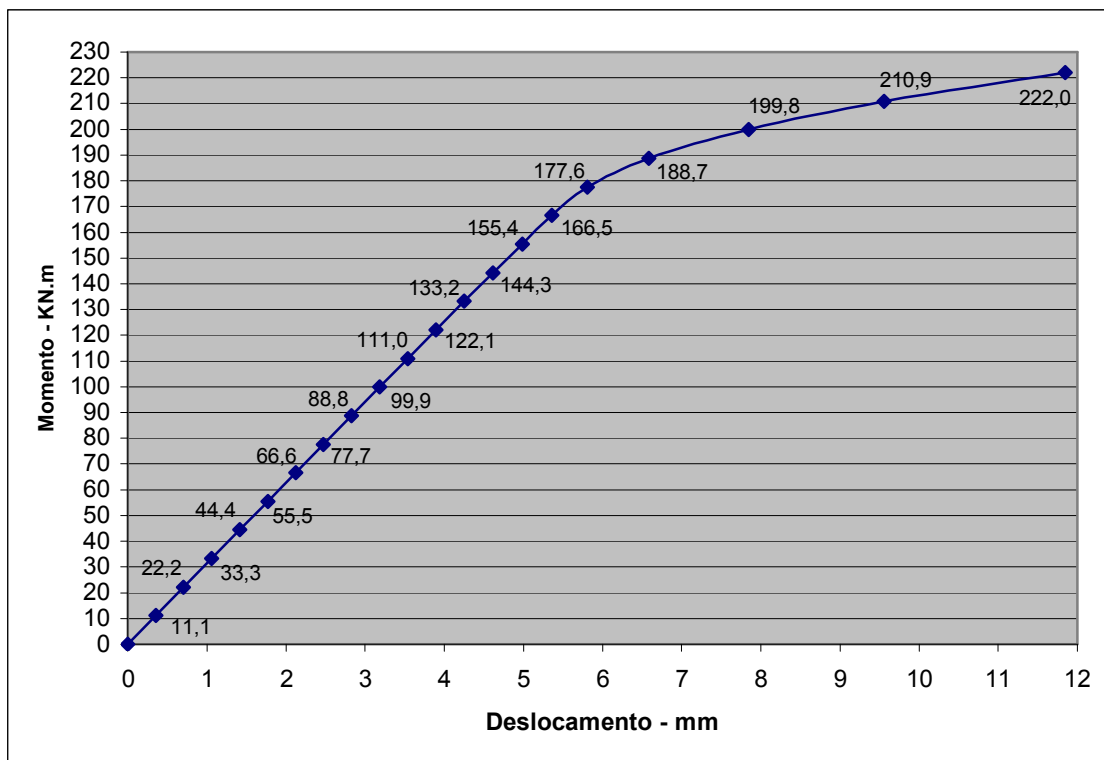


Fig. 12 – Deslocamento vertical na extremidade da viga em função do momento flector na ligação.

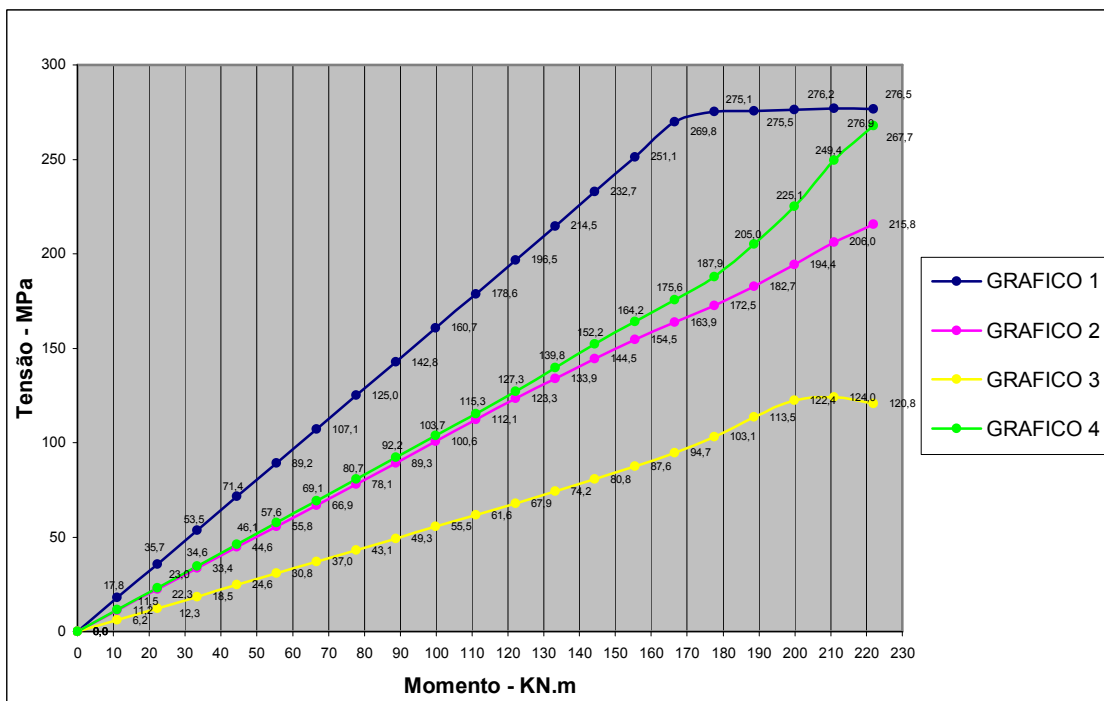


Fig.13 – Gráfico com o desenvolvimento de tensões nos pontos descritos na figura 13 ao longo do carregamento.

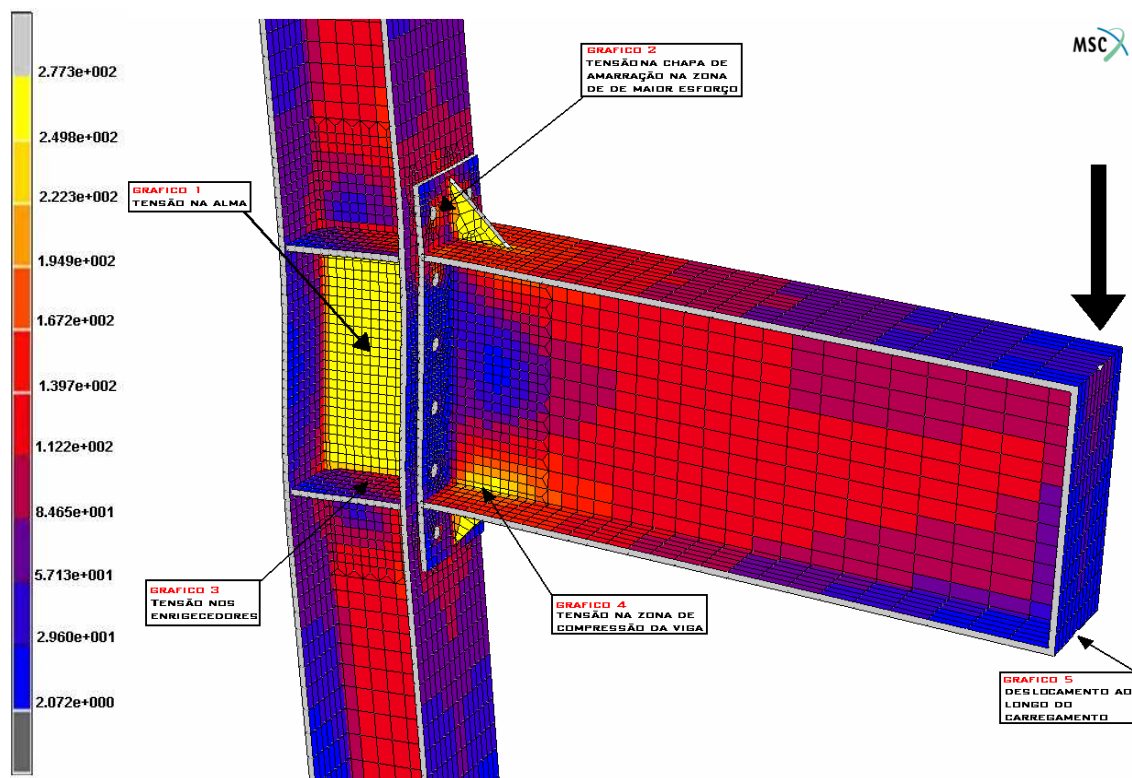


Fig. 13 – Representação da deformada e da distribuição das tensões proveniente do modelo EF no final do carregamento.

4. Estudo experimental

4.1. Procedimentos

Dadas as dificuldades em modelar de forma exacta os processos de transferência de carga na ligação, era particularmente importante realizar o estudo experimental seguidamente descrito. Este estudo foi realizado no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), e consistiu no ensaio mecânico de um protótipo com as características definidas na figura 9. Como é evidente, o protótipo teria de ser fixado a uma estrutura rígida. Para isso recorreu-se a um pórtico disponível no referido laboratório e à incorporação de suportes e cavilhas nas extremidades do pilar, assim como à soldadura de um rigidificador na extremidade da viga (figuras 15 e 16). A carga foi aplicada através de cilindro hidráulico com célula de carga AEP-*Transducers* tipo TC4, com capacidade para forças de tracção ou compressão até 200 kN.

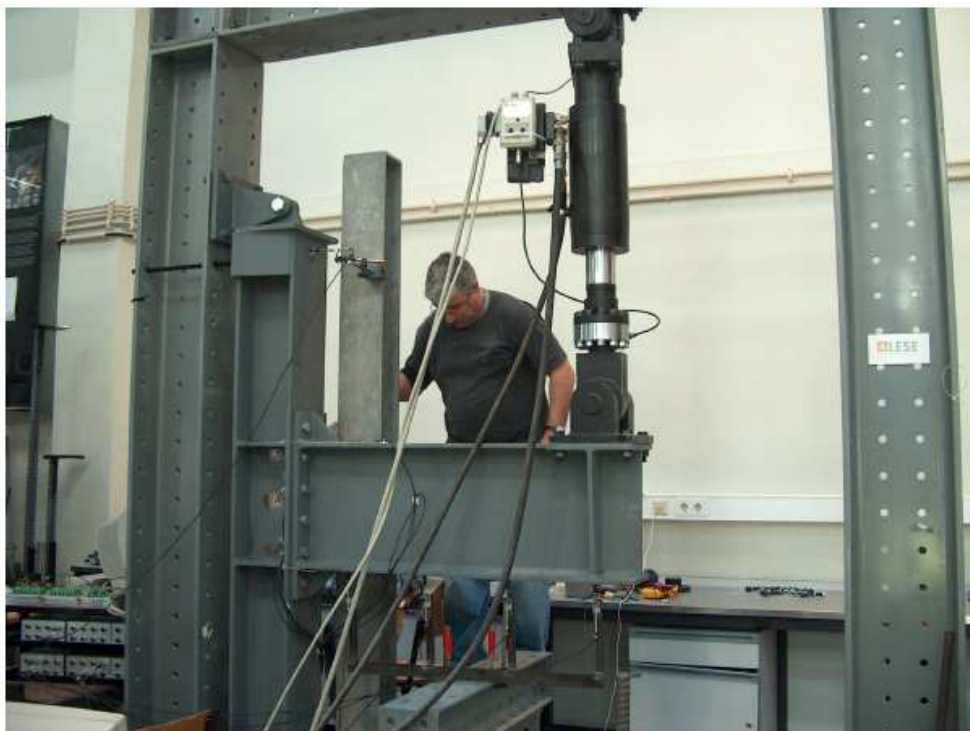


Fig. 15 – Fotografias da montagem usada no ensaio.

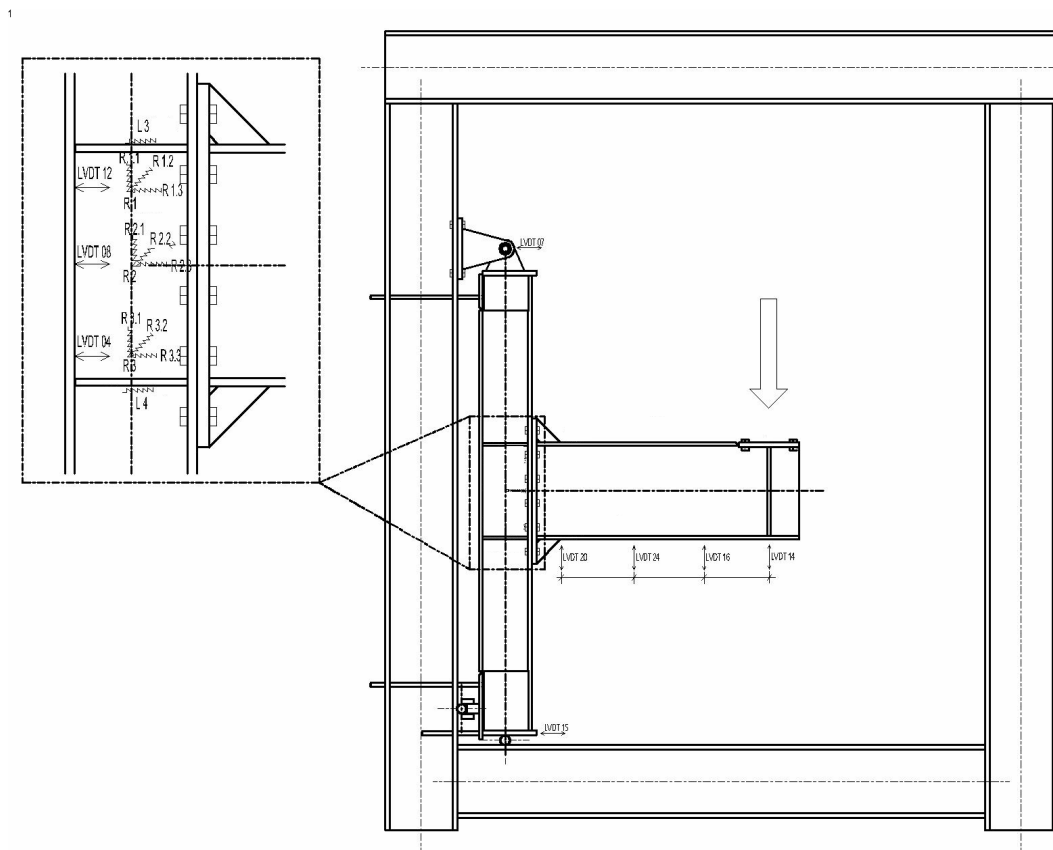


Fig. 16 – Representação esquemática da montagem usada e dos pontos de medição.

As extensões e os deslocamentos foram monitorizados aplicando extensómetros e *Linear Variable Differential Transformers* (LVDTs) em vários pontos assinalados na figura 16, nomeadamente:

- extensómetros de roseta e lineares na alma do pilar (figura 17a);
- LVDTs para medir deslocamentos/rotações da ligação (figura 17b);
- LVDTs para medir deslocamentos nos pontos de fixação do protótipo ao pórtico (figura 18), uma vez que, sendo elevada, a rigidez do pórtico não é infinita, ao contrário do que se admitiu na análise por EF;
- extensómetros e LVDTs para medir extensões e deslocamentos em alguns pontos dos banzos da viga (figura 19), no sentido de verificar a consistência das medições e de assegurar a comparabilidade com os resultados da análise.

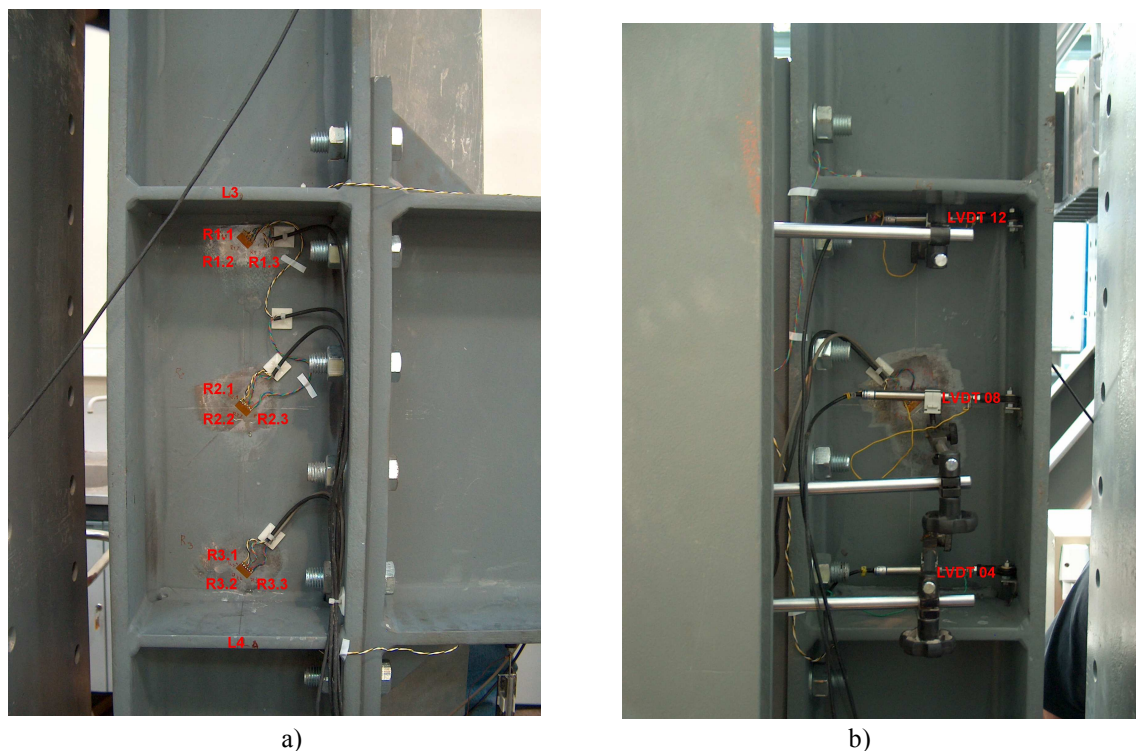


Fig. 17 – Extensómetros (a) de roseta e lineares colados na alma do pilar e LVDTs (b) aí aplicados.



Fig. 18 – LVDTs aplicados juntos aos apoios do protótipo.

Os extensómetros usados - rosetas CEA-06-125UR-120 e extensómetros lineares CEA-06-250UN-120 - ambos de 120 ohm de resistência, foram fornecidos pela empresa M & M (*Micro Measurements*). Por seu turno, os LVDTs foram fornecidos pela *RDP-Electronics*, permitindo cobrir cursos de ± 10 mm ou de ± 12.5 mm. A leitura e registo de sinais foi efectuada com um sistema de aquisição que se baseia numa plataforma PXI da *National Instruments* (figura 20), equipada com um controlador NI-8167, duas placas de aquisição multifunção de 12 bits (NI-6070E e NI-6071E) e diversos módulos de condicionamento SCXI-1520 para sinais extensométricos e SCXI-

1540 para LVDTs. O registo dos vários sinais medidos durante o ensaio foi efectuado através *software* desenvolvido no LESE com recurso à linguagem LabVIEW da *National Instruments*.



Fig. 19 – LVDTs usados para medir deslocamentos e extensómetros lineares para medir tensões nos banzos da viga

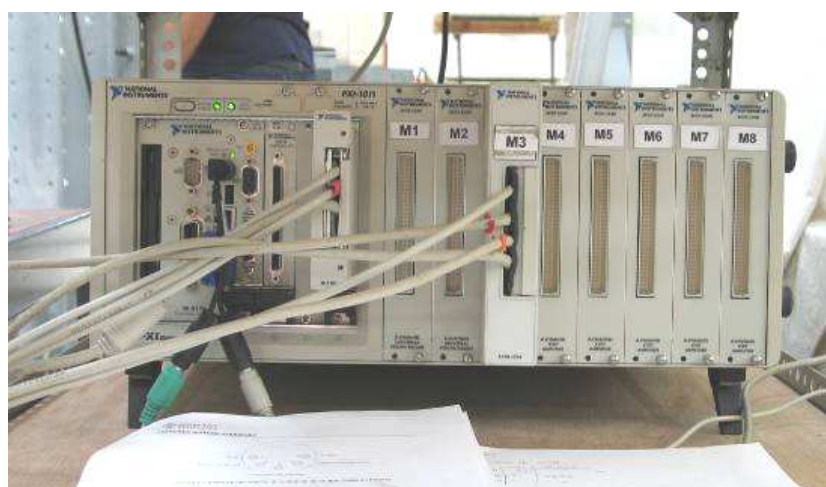


Fig. 20 – Sistema de aquisição NI-PXI para sensores de base eléctrica.

4.2. Resultados e discussão

A figura 21 apresenta as curvas momento-extensões medidas. Pode-se observar que a plastificação começa na zona da roseta R2.2, a meio da alma do pilar (figura 17). Esta plastificação, que se manifesta pela formação de um patamar, ocorre para um momento na ligação de 160 kNm, aproximadamente. Por seu turno, entre os 170 e os 180 kNm a roseta que se encontra na região de compressão da alma do pilar acusa também plastificação. Note-se que, no final do ensaio, algumas rosetas atingiram o seu limite de extensão de cerca de 4000 μ . Relativamente à viga, verifica-se que esta conserva um comportamento elástico até ao fim do ensaio, pois os extensómetros L1 e L2 apresentam uma evolução linear e com uma inclinação bastante acentuada.

Por outro lado, os LVDT localizados na alma do perfil revelaram também a ocorrência de cedência para valores do momento entre 160 e 170 kNm (figura 22), que estão em boa concordância com os medidos pelos extensómetros. Refira-se que as irregularidades visíveis nas curvas momento-extensão e momento-deslocamento das figuras 21 e 22 se devem a paragens efectuadas no carregamento quando os LVDT atingiram os deslocamentos limite. Nestas paragens procedeu-se a reajustes dos LVDT de modo a que estes pudessem retomar a medição dos deslocamentos. Note-se também que, conforme esperado, os LVDT colocados junto aos apoios (figura 18) mediram deslocamentos não negligenciáveis (figura 23). Logo, estes têm de ser tidos em conta para efeitos de comparação com os resultados da modelação EF.

Nestas circunstâncias, podemos considerar o ângulo de rotação total na ligação igual à soma dos ângulos de rotação associados às deformações do pórtico e às da ligação propriamente dita (incluindo parafusos, chapas, cordões, etc.), isto é,

$$\alpha_{total} = \alpha_{p\acute{o}rtico} + \alpha_{ligação} \quad (4.1)$$

conforme se ilustra na figura 24. Como as referências dos LVDT são fixas, não acompanhando as deformações do pórtico,

$$\alpha_{total} = \frac{\delta_{12} - \delta_4}{L_{4,12}} \quad (4.2)$$

em que δ_4 e δ_{12} são os deslocamento medidos pelos LVDT4 e 12 (figura 17) e $L_{4,12} = 400$ mm a distância entre eles.

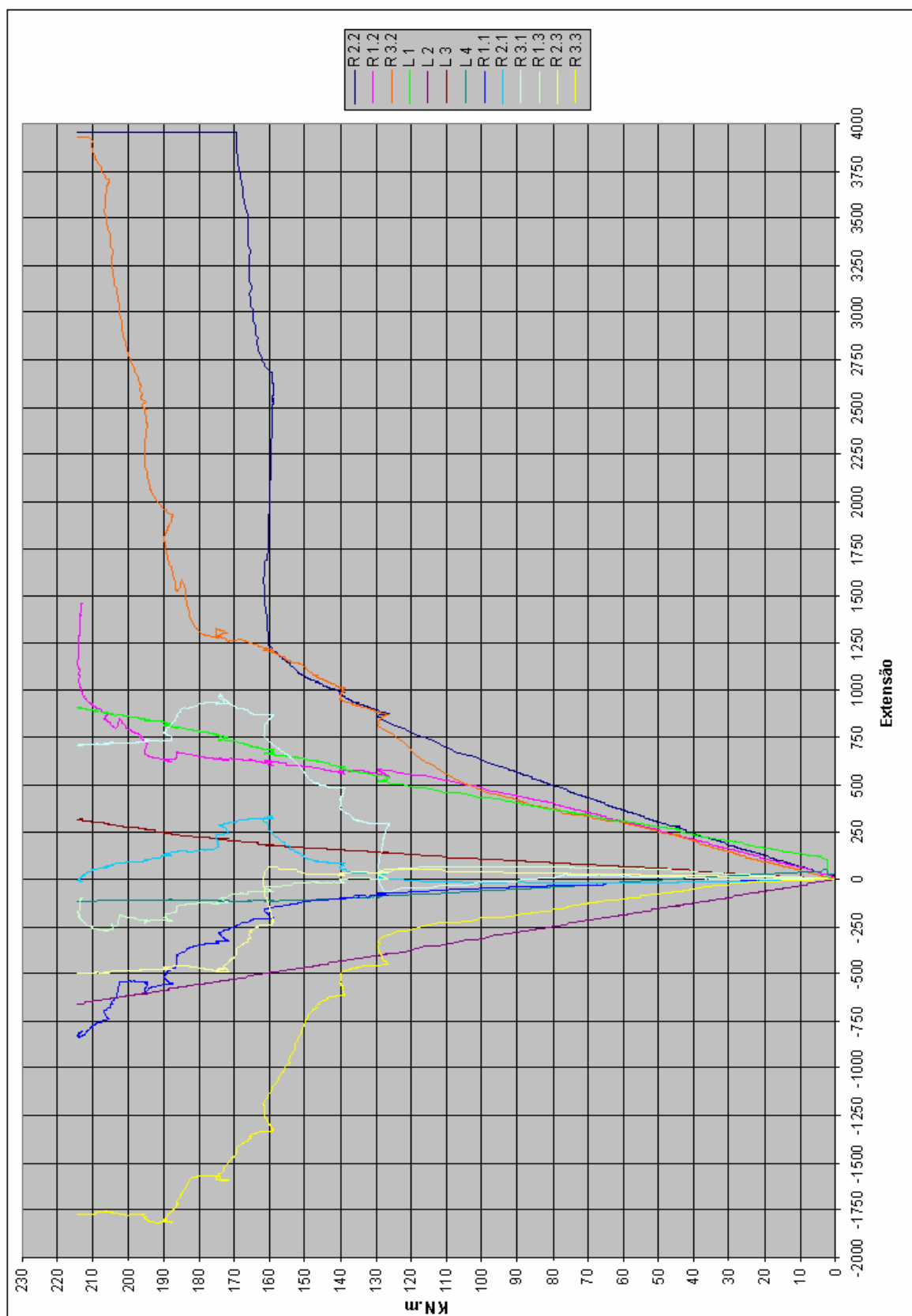


Fig. 21 – Gráfico comparativo com todas as extensões medidas em função do momento na ligação.

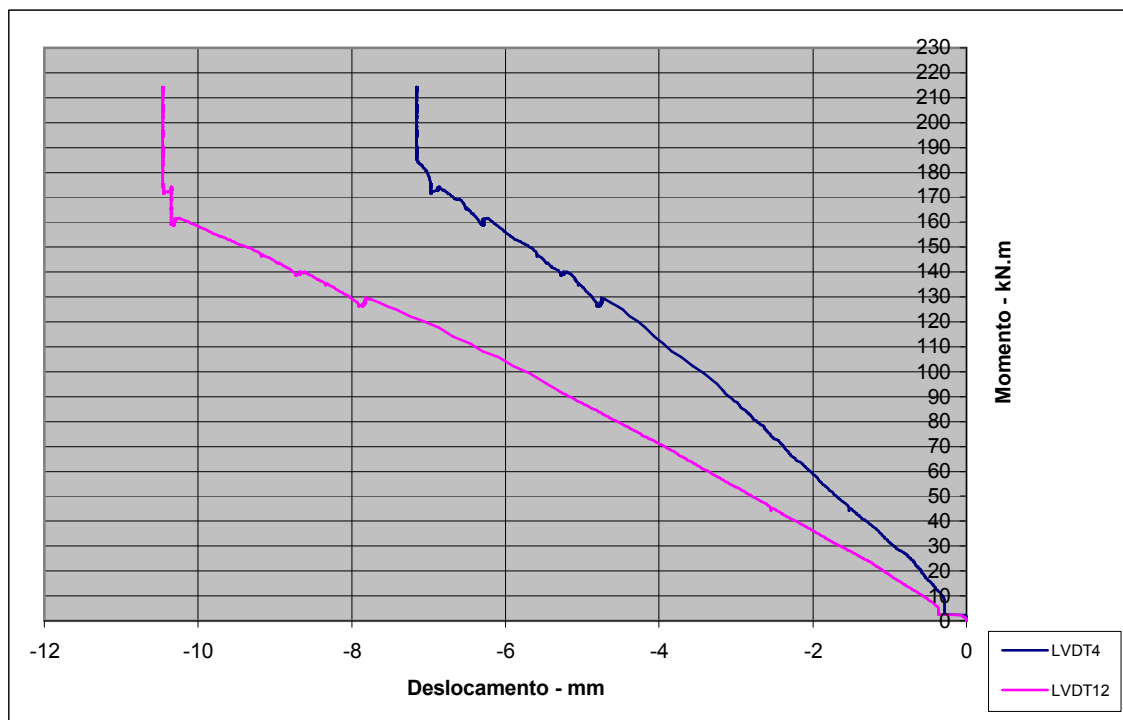


Fig. 22 –Deslocamentos medidos no pilar (ver figura 17) em função do momento na ligação.

Caso a modelação por EF tivesse tido em conta a rigidez da ligação propriamente dita, então a correcção das medições deveria ser feita com base em $\alpha_{p\acute{o}rtico}$, exclusivamente. Todavia, como se viu em 3.1, a transmissão de carga na ligação foi modelada como se tratasse de uma ligação extremamente rígida. Assim, o deslocamento comparável com os resultados da análise EF é

$$\delta_{4c} = \delta_4 - \alpha_{total}L \quad (4.3)$$

sendo $L = 1000$ mm o vão da viga.

Está-se agora em condições de comparar as curvas momento-deslocamento na extremidade obtidas numérica e experimentalmente (figura 25). A concordância é excelente na zona elástica inicial, mas o modelo EF sobrestima a rigidez associada ao início da plastificação da alma do pilar. Além disso, a perda clara de rigidez é prevista entre 167 e 178 kNm, ou seja, para um momento que é cerca de 4 a 11 % superior ao experimental.

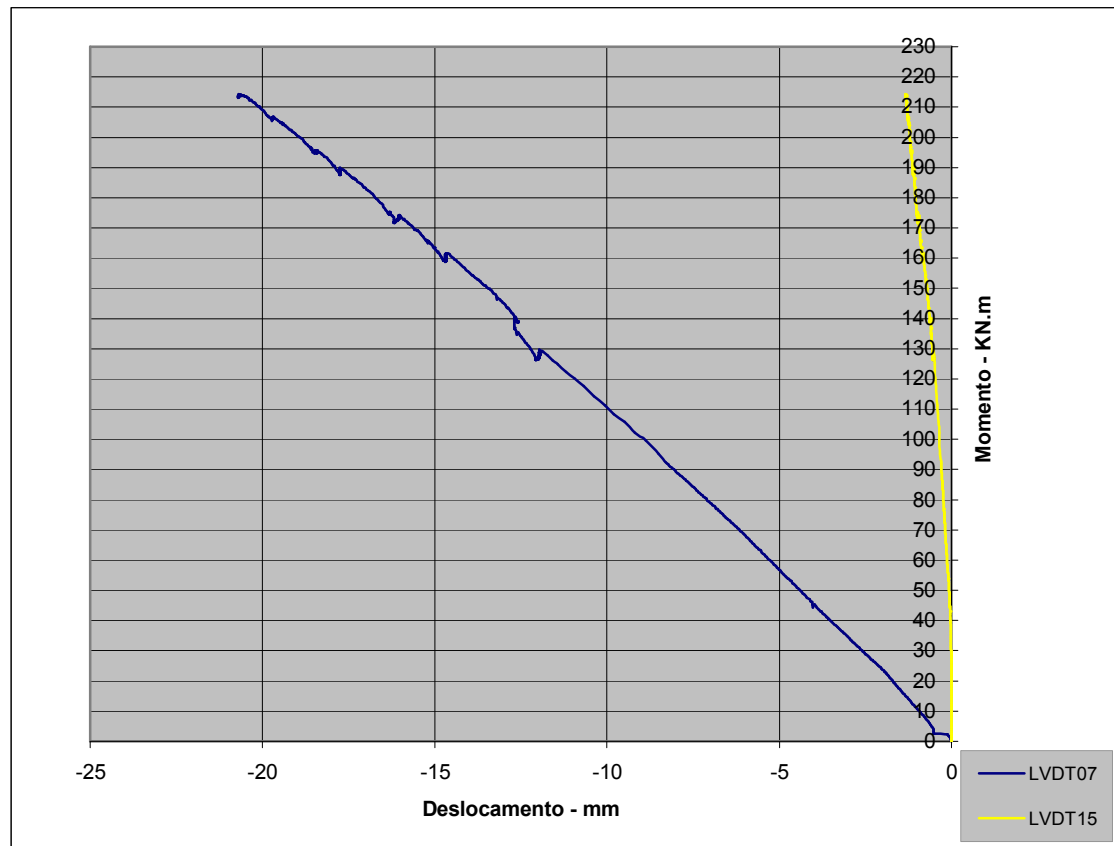


Fig. 23 – Deslocamentos medidos nos apoios do protótipo (figura 18) em função do momento na ligação.

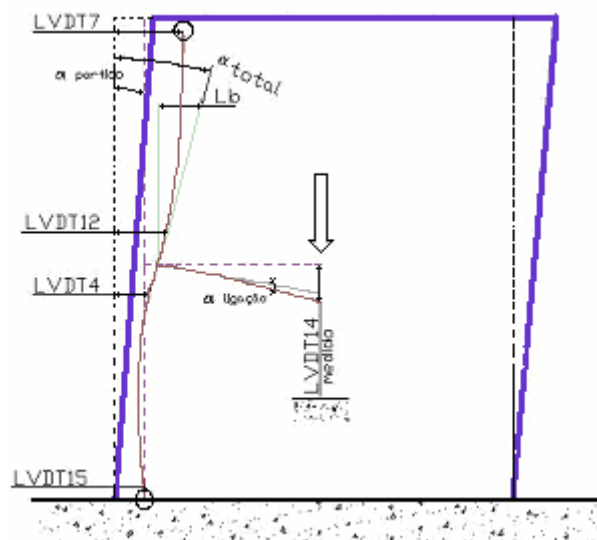


Fig. 24 – Representação esquemática das rotações na ligação em função dos deslocamentos medidos.

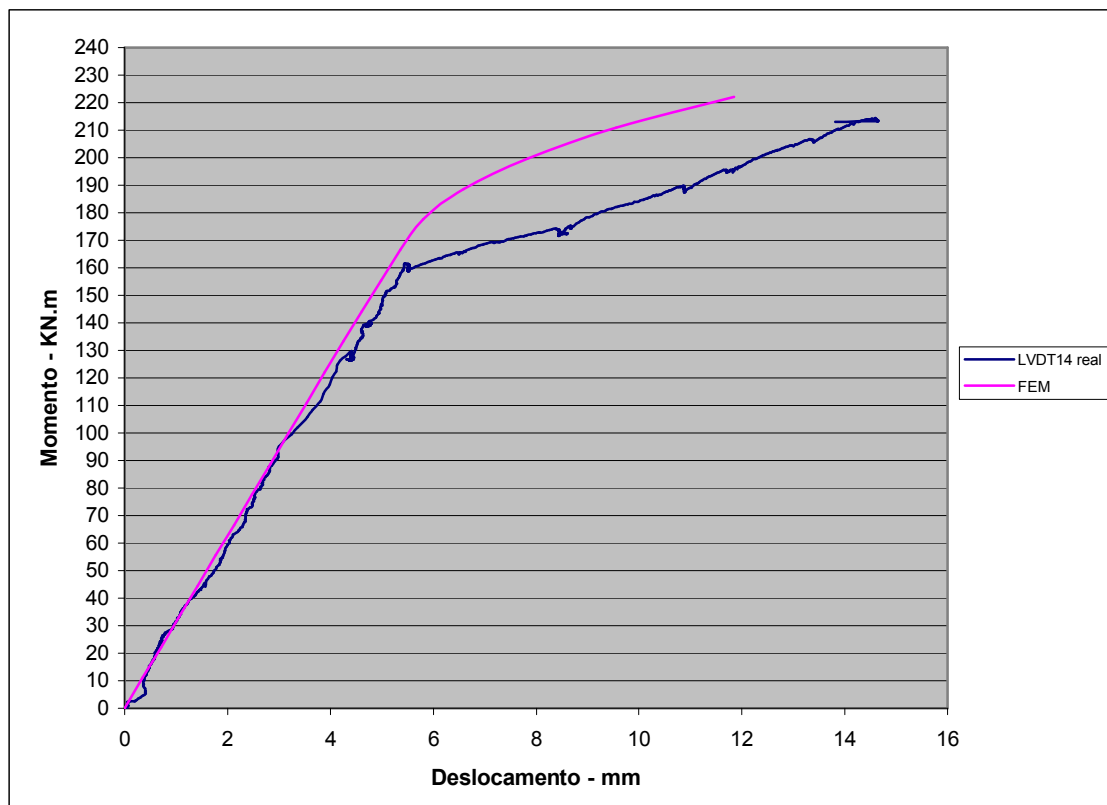


Fig. 25 – Comparação das curvas momento-deslocamento na extremidade da viga obtidas numérica e experimentalmente.

Por conseguinte, pode-se considerar que a resistência experimental da ligação ficou um pouco aquém do valor esperado, pois a simulação por EF e o cálculo do EC3 foram realizados com o comportamento à cedência característico do aço S275, e não com o comportamento médio. A consulta do certificado de propriedades dos perfis revela uma tensão de cedência média de 295 MPa, portanto cerca de 7.3 % acima do valor característico. Logo, tomando como base a previsão do EC3, seria de esperar um momento resistente médio de valor $1.1 \cdot 1.073 \cdot 148 = 175 \text{ kNm}$, enquanto que com base no modelo de EF se anteveria um momento resistente entre 179 e 190 kNm.

Porém, é evidente que não se pode extrapolar resistências médias com base no ensaio de um único protótipo, devido aos muitos factores que influenciam o comportamento das ligações, tais como a dispersão estatística das propriedades dos perfis, as imperfeições, a falta de repetibilidade no fabrico e montagem, tensões residuais, etc. É praticamente impossível modelar de forma rigorosa estes factores. Além disso, as análises do EC3 e os modelos de EF usados comportam diversas simplificações. Por conseguinte, a concordância entre a modelação e os resultados experimentais deve ser considerada bastante boa. Não obstante, é possível construir modelos mais sofisticados e rigorosos

recorrendo a elementos finitos tridimensionais, incluindo os parafusos e as respectivas pré-cargas, cordões de soldadura, etc. Obviamente, tal requer meios computacionais apropriados. Face ao modo de ruína verificado nesta ligação, pode considerar-se que o modelo usado representou um bom compromisso entre rigor e custo computacional.

5. Conclusões

Realizou-se um estudo analítico e experimental da resistência de uma ligação estrutural rígida viga-pilar, de utilização comum em estruturas metálicas. Esta ligação envolvia parafusos de alta resistência, cordões de soldadura de canto e chapas rigidificadoras. A ligação foi inicialmente projectada de acordo com o Eurocódigo 3 (EC3), que divide a ligação em várias zonas e considera diversos modos de ruína. No caso presente, verificou-se que o modo crítico era a cedência ao corte da alma do pilar, sendo o momento resistente da ligação limitado por este fenómeno a 148 kNm.

Numa fase seguinte procedeu-se à modelação por elementos finitos da ligação usando elementos de casca. Sabia-se de antemão que estes elementos não proporcionavam uma modelação correcta dos fenómenos de transferência de carga tridimensionais junto aos parafusos e cordões. Não obstante, o modelo revelou-se adequado para prever o modo de ruína, que se manifestou através de uma nítida perda de rigidez aquando da plastificação da alma do pilar na região entre os dois rigidificadores. O momento resistente previsto (167 a 178 kNm) revelou-se também em boa concordância com o valor calculado pelo EC3, tendo em conta que este último incorpora um factor de segurança de 1.1.

Finalmente, realizou-se um estudo experimental em que um protótipo foi ensaiado nas condições de carregamento da modelação, tendo sido registadas as extensões e os deslocamentos em diversos pontos. Os resultados confirmaram a cedência da alma do pilar como modo de ruína crítico, tendo a perda de rigidez sido acentuada a partir de 160 kNm. Este valor ficou ligeiramente aquém do esperado, face à utilização nos cálculos do comportamento característico do aço e de um coeficiente de segurança parcial de 1.10 no dimensionamento pelo EC3. Na realidade, se estes factores forem tidos em conta, as previsões com base no EC3 e nos modelos EF seriam de 175 kNm e de 179 a 190 kNm, respectivamente.

Nestas circunstâncias, a concordância entre as análises e o valor experimental deve ser considerada satisfatória.

Referências

- [1] EN 1993-1-8: Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1–8: Design of Joints. Brussels (Belgium): CEN Central Secretariat, Rue de Stassart 36, B-1050.
- [2] J. Butterworth. Finite Element Analysis of Structural Steelwork Beam to Column Bolted Connections. PhD research program report. Constructional Research Unit, School of Science & Technology, University of Teesside, UK, 1999.
- [3] Simões da Silva. Ligações Metálicas: métodos avançados de análise e dimensionamento. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, 2005.
- [4] J.-M. Aribert, M. Braham, A. Lachal. Testing of “simple” joints and their characterisation for structural analysis. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 60, pp. 659–681, 2004.
- [5] A. Abolmaali, J. H. Matthys, M. Farooqi, Y. Choi. Development of moment–rotation model equations’ for flush end-plate connections. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 61, pp. 1595–1612, 2005.
- [6] R. Srouji, A. R. Kukreti, T. M. Murray. Strength of two tension bolt flush end-plate connections. Research Report No. FSEL/MBMA 83-03. Norman (OK): Fears Structural Engineering Laboratory, School of Civil Engineering and Environmental Science, University of Oklahoma, 1983.
- [7] D. Beg, E. Zupancic, I. Vayas. On the rotation capacity of moment connections. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 60, pp. 601–620, 2005.
- [8] L.R.O. de Lima, L. Simões da Silva, P. C. G. da S. Vellasco, S. A. L. de Andrade. Experimental evaluation of extended endplate beam-to-column joints subjected to bending and axial force. *Engineering Structures*, Vol. 26, 1333–1347, 2004.
- [9] F. Bijlaard. Eurocode 3, a basis for further development in joint design. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 62, pp. 1060–1067, 2006.